

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКА НАЦІОНАЛЬНА АКАДЕМІЯ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА

Розрахунок багатоповерхових будівель і споруд

Методичні вказівки

до виконання розділу «Розрахунково-конструктивна частина»
дипломного проекту (для студентів всіх форм навчання
спеціальності 7.092101 – «Промислове і цивільне будівництво»)

Методичні вказівки до виконання розділу «Розрахунково-конструктивна частина» дипломного проекту (для студентів всіх форм навчання спеціальності 7.092101 – «Промислове і цивільне будівництво»). / Укл. Стоянов Є.Г. – Харків: ХНАМГ, 2008. – 42 с.

Укладач: Є.Г.Стоянов

Рецензент: Г.А.Молодченко

Рекомендовано кафедрою
будівельних конструкцій,
протокол № 6 від 16.01.2008 р.

Зміст

	Стор.
Частина 1. Практичний розрахунок багатоповерхових будівель на традиційні навантаження.....	4
1.1. Загальна схема розрахунку.....	4
1.2. Навантаження на будівлю.....	4
1.3. Визначення переміщень будинку та зусиль в несучих елементах..	7
1.4. Центр згину будівлі.....	19
1.5. Загальна стійкість будівлі.....	20
1.6. Вплив піддатливості підвалини на переміщення будівлі.....	22
1.7. Проектування діафрагм жорсткості.....	23
Частина 2. Розрахунок будівель на сейсмічні навантаження.....	26
2.1. Загальні поняття. Шкали інтенсивності землетрусів.....	26
2.2. Статична та динамічна теорії визначення сейсмічних сил. Спектральний метод.....	27
2.3. Практичний розрахунок з визначення сейсмічних сил для багатоповерхових будівель.....	30
2.4. Знаходження періодів і форм коливань будівель. Прийняті спрощення.....	33
2.5. Визначення зусиль в елементах конструкцій будівель.....	37
Список літератури	39
Додаток 1. Характеристичні значення навантажень для міст України.....	40
Додаток 2. Населені пункти України, розташовані в сейсмічно небезпечних районах (карта «А» для проектування об'єктів масового призначення).....	41

Частина 1. Практичний розрахунок багатоповерхових будівель на традиційні навантаження

1.1. Загальна схема розрахунку

Розрахунок багатоповерхового будинку в цілому та окремих його елементів становить важке й складне завдання.

Вирішення прямого завдання, що дозволяє визначити розміри перерізу елементів без їх попереднього призначення, не існує. Цьому розрахунок будівлі містить в собі розв'язання зворотного завдання (конструкція – розрахунок – конструкція). Це означає, що вся система несучих конструкцій та характеристики її елементів повинні бути задані до початку розрахунку.

1.2. Навантаження на будівлю

Повну сукупність навантажень, що треба враховувати при проектуванні будівлі, визначають за [1].

У цих методичних вказівках розглядають будівлі, що мають більше ніж 12 поверхів (тобто ті що мають висоту понад 40м), для яких домінують постійні й тимчасові вертикальні навантаження, а також горизонтальні вітрові навантаження.

А. Вертикальні навантаження.

До них відносяться власна вага конструкцій та тимчасові навантаження на перекриття і покриття. Тимчасові навантаження приймають згідно з нормами [1] залежно від призначення приміщення або згідно з технологічним завданням.

Снігові навантаження приймають згідно з табл. Додатку 1.

При цьому треба враховувати, що ймовірність одночасного навантаження великих площ повною тимчасовою вагою невелика, тому при розрахунку елементів треба приймати тимчасові навантаження з коефіцієнтами сполучень ψ_{A1} , ψ_{A2} , ψ_{n1} , ψ_{n2} [1, п. 6.8, 6.9].

Розрахункові навантаження отримують множенням характеристичних значень навантажень на коефіцієнт надійності γ_{fm} [1].

Нормальні сили в колонах каркасу і діафрагмах жорсткості визначають підсумовуванням поверхових навантажень за вертикаллю. За цими силами попередньо визначають площі поперечних перерізів колон і діафрагм із запасом на наступне врахування впливу згину, закручування та інших силових дій.

У проектній практиці можна рекомендувати середні навантаження на перекриття в цілому при невеликій різниці в їх інтенсивності на окремих частинах плану.

Якщо навантаження однотипне на різних поверхах, в більшості випадків приймають однакове середнє навантаження на всіх поверхах будівлі.

При попередній компоновці плану будівлі й розміщенні діафрагм жорсткості треба знати приблизну вагу будівлі та сумарне тимчасове навантаження, щоб перш за все забезпечити стійкість будівлі в цілому.

Для цього можна користуватись рекомендацією, що вага одного кубічного метру (включно тимчасове навантаження) будинку цивільного призначення складає приблизно 3.5...5.0 кН.

Б. Горизонтальні навантаження.

До горизонтальних навантажень відносяться вітрові й сейсмічні навантаження. Специфіка сейсмічних навантажень розглядається в другій частині цих вказівок.

Розрахункове вітрове навантаження визначають за формулою

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 c ,$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності, що визначається залежно від строку експлуатації будівлі T (табл.1.1);

Таблиця 1.1

T, років	50	70	100	150	200
γ_{fm}	1,0	1,07	1,14	1,22	1,28

w_0 – характеристичне значення вітрового тиску залежно від вітрового району (додаток 1);

c – коефіцієнт, що визначається як

$$c = c_{aer} c_h c_{alt} c_{rel} c_{dir} c_d ,$$

де c_{aer} – аеродинамічний коефіцієнт, що залежить від форми будівлі в плані і визначається згідно з п. 9.8 [1]; для більшості будівель з прямокутним планом $c_{aer} = 0,8$ для нормально прикладеного активного тиску і $c_{aer} = 0.6$ для пасивного тиску;

c_h – коефіцієнт, що враховує збільшення вітрового навантаження залежно від висоти будівлі Z , типу місцевості (I...IV) і періоду першої форми власних коливань t (табл.1.2);

Таблиця 1.2

Z, м	Місцевість типу							
	I		II		III		IV	
	$t \leq 0,25c$	$t > 0,25c$	$t \leq 0,25c$	$t > 0,25c$	$t \leq 0,25c$	$t > 0,25c$	$t \leq 0,25c$	$t > 0,25c$
≤ 5	0.9	1.4	0.7	1.2	0.4	0.9	0.2	0.6
10	1.2	1.8	0.9	1.5	0.6	1.2	0.4	1.0
20	1.35	1.95	1.15	1.85	0.85	1.55	0.65	1.4
40	1.60	2.25	1.45	2.20	1.15	2.0	1.0	1.95
60	1.75	2.45	1.65	2.45	1.35	2.25	1.1	2.25
80	1.9	2.65	1.75	2.60	1.5	2.45	1.2	2.5
100	1.95	2.70	1.85	2.70	1.6	2.6	1.25	2.7
150	2.15	2.95	2.1	3.0	1.85	2.9	1.35	3.1
200	2.3	3.1	2.2	3.15	2.05	3.2	1.45	3.4

Тип місцевості визначається для кожного напрямку вітру окремо:

I – відкриті поверхні морів, озер, плоскі рівнини;

II – сільська місцевість з невеликими спорудами і деревами;

III – приміська промислова зона, лісові масиви;

IV – міські території з будівлями середньої висоти понад 15 м;

c_{alt} – коефіцієнт географічної висоти; для переважної кількості об'єктів приймають $c_{alt} = 1$;

c_{rel} – коефіцієнт рельєфу, що враховують для будівель, розташованих на схилах місцевості; в більшості випадків $c_{rel} = 1$;

c_{dir} – коефіцієнт напрямку, що враховує нерівномірність вітрового навантаження за напрямком вітру; майже завжди приймається таким що дорівнює 1,0;

c_d – коефіцієнт динамічності, що визначають за графіками на рис.9.5...9.10 [1] залежно від конструктивної схеми будівлі і розміру діаметру (ширини перерізу), перпендикулярному вітровому потоку ($c_d = 0.9 \dots 1.2$).

Для кам'яних і панельних будинків і будівель із залізобетонним каркасом висотою ~ 50 м з прямокутним планом можна приймати сумарний аеродинамічний коефіцієнт $c_{aer} = 0.8 + 0.6 = 1.4$, а коефіцієнт динамічності $c_d = 1$; тоді загальний коефіцієнт c буде варіюватись залежно від величини c_h .

Для подальших розрахунків вітрове навантаження треба уявити як еквівалентне рівномірне по висоті будинку (рис 1.1)

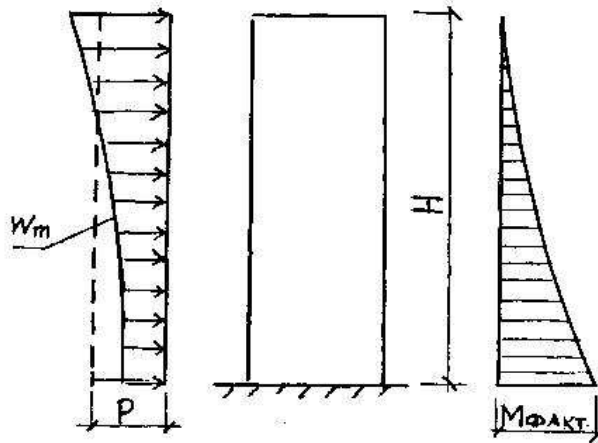


Рис. 1.1

$$P = 2M_{\text{факт}} / H^2 ,$$

де $M_{\text{факт}}$ – згинальний момент для будівлі-консолі в рівні поверхні землі від фактичного вітрового навантаження;

H – розрахункова висота будівлі, що приймається

$$H = H_0 n / n - 0,5 ,$$

де H_0 – відстань від поверхні землі до середини висоти балки верхнього ярусу;

n – кількість поверхів (ярусів) будівлі.

1.3.Визначення переміщень будинку та зусиль в несучих елементах

Багатоповерхова будівля являє собою рамну, рамно-в'язну або в'язну конструкцію, що сприймає зусилля згину, зсуву, закручення.

А.Будівля рамної конструкції

Горизонтальні переміщення

Від горизонтального навантаження будівля отримує переміщення u_i в рівні i -го поверху та прогин верху f (рис.1.2).

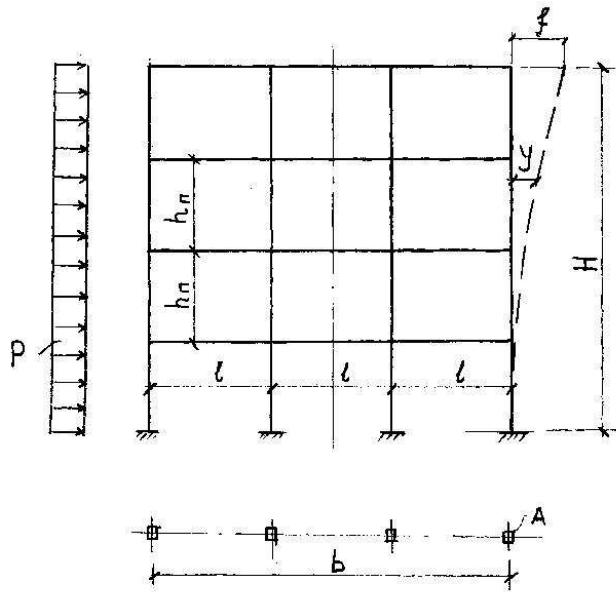


Рис. 1.2

Величину переміщення визначають за формулою

$$y(x) = \frac{pH^2}{2K} (2\xi - \xi^2) + \frac{pH^4}{8B_0} (2\xi^2 - \frac{4}{3}\xi^3 + \frac{1}{3}\xi^4), \quad (1.1)$$

де ξ - безрозмірна координата ($\xi = x/H$),

B_0 - згинальна жорсткість будинку, що приблизно може бути визначена як

$$B_0 = E_b \sum A b^2 / 2, \quad (1.2)$$

$\sum A$ - сума площ перерізів усіх крайніх колон будинку,

K - жорсткість будинку на зсув, що визначається за формулою

$$K = \frac{12}{h_n (s^{-1} + r^{-1})}, \quad (1.3)$$

h_n - висота поверху будинку,

s - сума погонних згинальних жорсткостей усіх колон поверху

$$s = \frac{\sum E_b I_{кол}}{h_n},$$

r - сума погонних згинальних жорсткостей усіх ригелів поверху

$$r = \frac{\sum E_b I_{риг}}{l}.$$

Прогин верха будинку

$$f = \frac{p_H^2}{2K} + \frac{p_H^4}{8B_0} . \quad (1.4)$$

Зусилля M , N , Q у багатоповерховій рамі визначають окремо від вертикальних і горизонтальних навантажень.

Зусилля від вертикальних навантажень

А. Рама має регулярну структуру

Якщо рама має регулярну або близьку до неї структуру, можна для розрахунку допустити такі спрощення:

- раму, що має більше ніж три прогони, можна замінити рамою з трьома прогонами і прийняти згинальні моменти у всіх середніх прогонах такими, як у середньому прогоні трипрогонної рами;
- багатоповерхову раму розчленовують по висоті на три типа одноповерхових рам. При цьому досить розрахувати три одноповерхові рами: верхнього (1 тип), одного із середніх (2 тип) і першого (3 тип) поверху. Розрахунок виконують за табл. [8] .

Згинальні моменти розраховують для вузлів рами в ригелях за формулою

$$M = (\alpha g + \beta v) l^2 ,$$

де g – постійне навантаження на розглянутому ригелі,

v – тимчасове навантаження на цьому ж ригелі,

α , β - коефіцієнти, що визначають за таблицями залежно від співвідношення погонних жорсткостей колон і ригелів:

$$i_{\text{кол}} = E_b I_{\text{кол}} / h_n ; \quad i_{\text{риг}} = E_b I_{\text{риг}} / l ;$$

E_b - початковий модуль деформації бетону (може бути різний для колон і ригелів)

$I_{\text{кол}}$, $I_{\text{риг}}$ – відповідно моменти інерції перерізу колони та ригеля.

Для рам типу 2 і 3 треба для розглянутого вузла брати співвідношення

$$(i_{\text{ниж.}} + i_{\text{верх.}}) / i_{\text{риг}} ,$$

де $i_{\text{ниж.}}$, $i_{\text{верх.}}$ – відповідно погонні жорсткості нижньої і верхньої колон від вузла.

Б.Рама нерегулярної структури

Рама може мати не тільки нерегулярну структуру, але і нерегулярне навантаження, в тому числі зосереджені сили (рис 1.3).

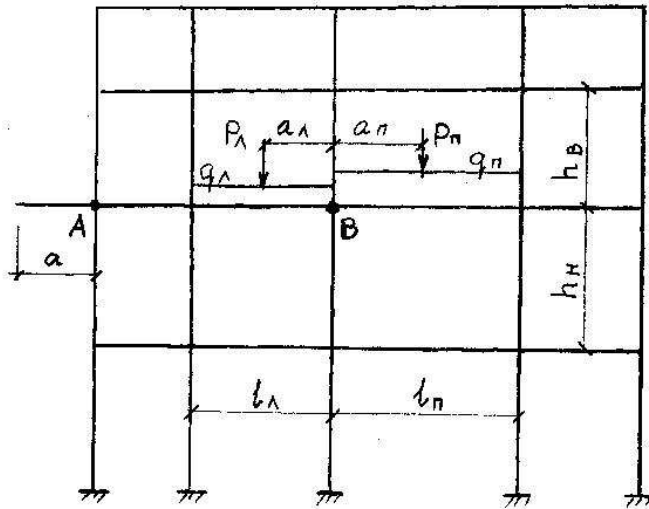


Рис. 1.3

У цьому разі можна використовувати прикладний інженерний метод приблизного розрахунку.

Припускається, що згинальні моменти, що діють в перерізах елементів біля розглянутого вузла, можуть бути визначені з навантаження тільки суміжних з цим вузлом прогонів і впливу тільки нижньої та верхньої колон біля вузла.

При цьому спочатку визначають так звані “фіктивні” (ліві й праві від вузла) прогони:

-для крайніх вузлів (при відсутності консолей)

$l_{л}^{\prime}=0$; $l_{п}^{\prime}=0.8l_{п}$ (лівий вузол), $l_{л}^{\prime}=0.8l_{л}$; $l_{п}^{\prime}=0$ (правий вузол) ;

-для проміжних вузлів

$l_{л}^{\prime}=0.8l_{л}$; $l_{п}^{\prime}=0.8l_{п}$.

Аналогічно визначають “фіктивні” (верхні й нижні від вузла) висоти колон:

$h_{в}^{\prime}=0.9h_{в}$, якщо вузол належить передостанньому перекриттю,

$h_{в}^{\prime}=0.8h_{в}$ для решти вузлів,

$h_{н}^{\prime}=0.8h_{н}$ крім випадку шарнірного вузла з'єднання колон з фундаментом, коли $h_{н}^{\prime}=h_{н}$.

Для з'єднання чотирьох “фіктивних” елементів винаходять “фіктивні” моменти в ригелях у даному вузлі (вузол В) зліва й справа від нього:

$$M_{\text{л}}^{\text{}} = \frac{q_{\text{л}} l_{\text{л}}^2}{8.5} + l_{\text{л}}^{\text{}} k_{\text{л}} P_{\text{л}} \quad (1.5)$$

$$M_{\text{н}}^{\text{}} = \frac{q_{\text{н}} l_{\text{н}}^2}{8.5} + l_{\text{н}}^{\text{}} k_{\text{н}} P_{\text{н}} ,$$

де $q_{\text{л}}$, $q_{\text{н}}$ – відповідно рівномірне навантаження на розглянутих ригелях,

$P_{\text{л}}$, $P_{\text{н}}$ – зосереджені сили (якщо вони мають місце) відповідно на лівому та правому від вузла прогонах.

Істинні згинальні моменти в поперечних перерізах ригелів і колон біля розглянутого вузла знаходять за формулами

$$M_{\text{л}} = M_{\text{л}}^{\text{}} (1 - \frac{C_{\text{л}}}{D}) + M_{\text{н}}^{\text{}} \frac{C_{\text{л}}}{D} ; \quad (1.6)$$

$$M_{\text{н}} = M_{\text{н}}^{\text{}} (1 - \frac{C_{\text{н}}}{D}) + M_{\text{л}}^{\text{}} \frac{C_{\text{н}}}{D} ; \quad (1.7)$$

$$M_{\text{с}} = \frac{C_{\text{с}}}{D} (M_{\text{н}}^{\text{}} - M_{\text{л}}^{\text{}}) ; \quad (1.8)$$

$$M_{\text{н}} = \frac{C_{\text{н}}}{D} (M_{\text{н}}^{\text{}} - M_{\text{л}}^{\text{}}) , \quad (1.9)$$

де коефіцієнти “фіктивних” жорсткостей

$$C_{\text{л}} = I_{\text{л}} / l_{\text{л}}^{\text{}} ; C_{\text{п}} = I_{\text{п}} / l_{\text{п}}^{\text{}} ; C_{\text{в}} = I_{\text{в}} / h_{\text{в}}^{\text{}} ; C_{\text{н}} = I_{\text{н}} / h_{\text{н}}^{\text{}} ; D = C_{\text{л}} + C_{\text{п}} + C_{\text{в}} + C_{\text{н}} ;$$

$I_{\text{л}}$, $I_{\text{п}}$, $I_{\text{в}}$, $I_{\text{н}}$ – моменти інерції відповідних елементів.

У практиці розрахунків можуть бути деякі частинні випадки:

1. Рама має консоль (вузол А). В цьому випадку “фіктивний” прогон $l_{\text{л}}^{\text{}} = l_{\text{л}}$, “фіктивний” момент дорівнює істинному моменту $M_{\text{л}}^{\text{}} = M_{\text{л}} = Pa$, а коефіцієнт жорсткості $C_{\text{л}} = 0$.

2. Рама має один прогін (рис.1.4). В цьому випадку $C_{\text{л}} = C_{\text{п}} = C$,

$$a \quad D = C + 1.6 (C_{\text{в}} + C_{\text{н}}) .$$

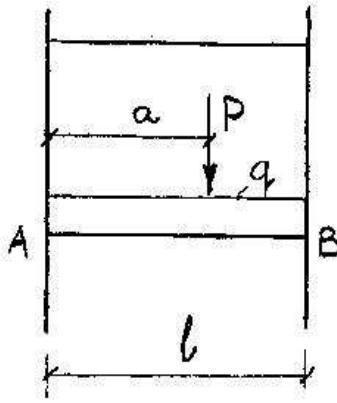


Рис. 1.4

“Фіктивний” момент в ригелі $M' = \frac{q^2}{8.5} + l k P$.

Істинні моменти

$$M_{AB} = M_{BA} = M' (C_B + C_H) / D ;$$

$$M_B = M' C_B / D , \quad M_H = M' C_H / D .$$

3. Ригелі рам посилені вутами. У більшості випадків рекомендовані розміри вутів приймають згідно з рис. 1.5.

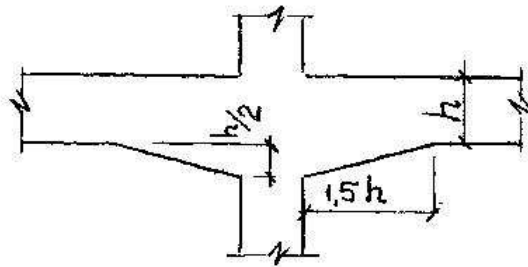


Рис. 1.5

$$M_{\text{л}}' = q_{\text{л}} l_{\text{л}}^2 / 7.7 + l_{\text{л}} k_{\text{л}} P_{\text{л}} ;$$

$$M_{\text{п}}' = q_{\text{п}} l_{\text{п}}^2 / 7.7 + l_{\text{п}} k_{\text{п}} P_{\text{п}} , \quad (1.10)$$

де

$$k = \frac{a}{2.125l} \left(1 - \frac{a}{l}\right) \left(2 - \frac{a}{l}\right) . \quad (1.11)$$

У формулу (1.11) треба підставляти відповідні (ліві чи праві) значення l , a , k .

Якщо багатоповерховий будинок, що виконують в монолітному залізобетоні, являє собою тунельну безбалочну систему (рис.1.6), то в напрямку Х його жорсткість забезпечується жорсткістю вузлів монолітних стін і перекриттів.

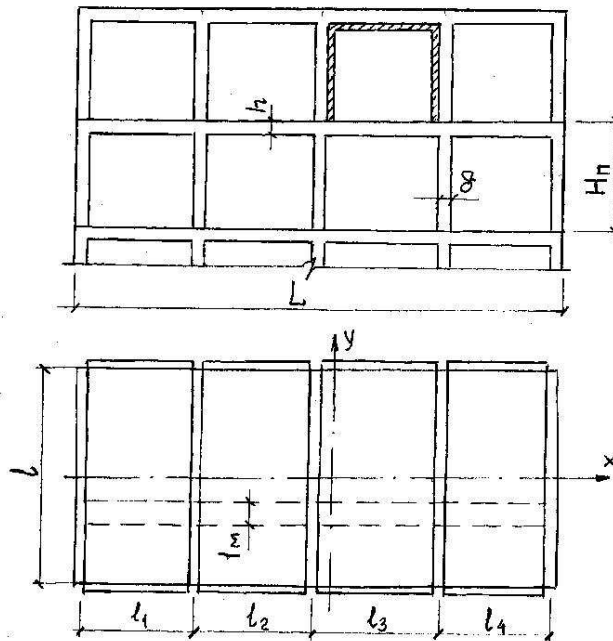


Рис. 1.6

Розрахункова схема такого будинку в цьому напрямку – багатопрогінна багатоярусна рама широчини l або умовної широчини 1м.

Для такої рами використовують усі формули розглянутих вище методів розрахунку. При цьому моменти інерції перерізів елементів:

-перегородок $I = l\delta^3/12$ або $I = \delta^3/12$ (для смуги 1 м);

-перекриттів $I = lh^3/12$ або $I = h^3/12$ (для смуги 1 м).

Звичайна товщина несучих перегородок $\delta = 12 \dots 20$ см, а плити перекриття $h = 14 \dots 20$ см.

У напрямку Y жорсткість будинку забезпечена монолітними стінами-перегородками, що відіграють роль діафрагм жорсткості.

Зусилля від горизонтальних навантажень

Розрахунок рами на горизонтальні навантаження виконують методом нульових моментних точок. Основні положення розрахунку цим методом такі:

1) розподілене погонне навантаження замінюється зосередженими силами, що прикладаються до вузлів рами (рис.1.7);

The diagram illustrates a three-story frame structure with three vertical columns and three horizontal levels. Horizontal loads P_1 , P_2 , and P_3 are applied to the columns at the first, second, and third floors, respectively. The heights of the columns are labeled on the right as $\frac{1}{3}h_1$, $\frac{1}{3}h_2$, and $\frac{1}{3}h_3$. Shear forces Q_{11} , Q_{12} , and Q_{13} are shown at the base of the columns, while Q_{21} , Q_{22} , Q_{23} , Q_{31} , Q_{32} , and Q_{33} are shown at the first, second, and third floor levels. The diagram demonstrates how the shear force varies linearly along the height of each column segment.

Ці поперечні сили розподіляються між окремими стояками (колонами) пропорційно їх жорсткостям

$$Q_i = Q_k \frac{B_i}{\sum_{j=1}^n B_j},$$

Таблица 1.3

Коефіцієнт	Перший ярус	Всі інші яруси при i_6/i_K					
		0.25	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0
β	0.9	0.54	0.56	0.62	0.70	0.75	0.79

У таблиці 1.3: $i_6 = E_b I_b / l_1$ – погонна жорсткість балки крайнього прогону;
 $I_k = E_b I_n / h_n$ – погонна жорсткість крайньої колони
 нижнього від вузла поверху.

Згинальні моменти в колонах усіх поверхів, крім першого, знаходять за формулою

$$M = Q_i h_n / 2 ;$$

для першого ярусу в верхньому вузлі $M = Q_i h_n / 3$,

в замуруванні –

$$M = 2 Q_i h_n / 3.$$

Згинальні моменти в балках (ригелях) визначають з умови рівноваги вузлів рами пропорційно погонним жорсткостям балок. У крайніх вузлах рами момент у ригелі дорівнює сумі моментів у колонах.

На базі отриманих епюр моментів і поперечних сил від вертикальних і горизонтальних навантажень будують обвідні епюри M і розраховують відповідні їм поздовжні сили N .

Розрахункові зусилля визначають з таблиці, до якої заносять зусилля, що відповідають окремим навантаженням.

Для ригелів розрахунковими перерізами є перерізи на обох опорах і в середині прогону; для колон – перерізи вгорі та внизу біля вузлів. Перерізи ригелів і колон підбирають як для стиснутих так і згинальних елементів. Якщо моменти мають різні знаки, але близькі за величиною, перерізи армують симетричною арматурою.

Б.Будівля рамно-в'язної системи з суцільними діафрагмами жорсткості

У будівлі рамно-в'язної системи припускається спільна робота багатоповерхової рами та вертикальних діафрагм жорсткості. Доля участі каркасу та діафрагм визначається співвідношенням жорсткостей цих елементів будівлі.

Горизонтальні навантаження спричиняють згин рам і діафрагм. Повна згинальна жорсткість будівлі може бути визначена як сума жорсткостей усіх діафрагм і рамного каркасу

$$B = \sum B_i + \sum B_d ,$$

де

$\sum B_i$ – сумарна жорсткість колон рам усього будинку,

$\sum B_d$ – сумарна жорсткість усіх діафрагм будинку (рис.1.8).

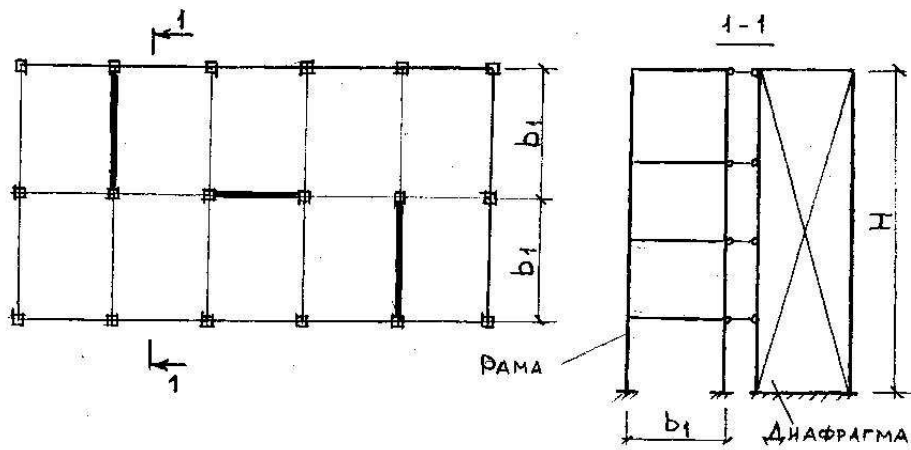


Рис. 1.8

Для такої системи прогин верха будівлі визначають за формулою

$$f = \left(\frac{v^2 - 1}{8} + \delta_2 \right) \frac{pH^4}{v^2} . \quad (1.13)$$

Сумарний згинальний момент, що сприймається всіма діафрагмами,

$$M = - \left(\frac{v^2 - 1}{2} + \delta_1 \right) \frac{pH^2}{v^2} . \quad (1.14)$$

Сумарна поперечна сила, що сприймається всіма діафрагмами,

$$Q = pH - Q_p , \quad (1.15)$$

де Q_p – сумарна поперечна сила, що сприймається рамами (колонами) і дорівнює

$$Q_p = \frac{k_1 pH}{v^2} . \quad (1.16)$$

Зусилля M і Q розподіляються між всіма діафрагмами пропорційно їх відповідним жорсткостям ($\sum E_b I_i$ або $\sum E_b A_i$).

Найбільші зусилля стиску в крайніх колонах від горизонтального навантаження в першому ярусі

$$N_{\max} = (M_0 - M)/b , \quad (1.17)$$

де $M_0 = pH^2/2$,

b – відстань між крайніми колонами рам в перерізі будівлі з діафрагмою.

У формулах (1.13)...(1.16) :

$$v^2 = 1 + \sum B_i / B_0, \quad (1.18)$$

де B_0 – сума жорсткостей рам за всіма осями даного напрямку. За кожною віссю цю жорсткість отримують за (1.2).

Якщо жорсткість рам мала в порівнянні з жорсткістю діафрагм, то жорсткістю колон рам можна знехтувати, тоді приймають $v^2=1$ (будівля чисто в'язної системи);

δ_1, δ_2, k_1 – коефіцієнти, що визначають з табл.1.4 залежно від характеристики жорсткості

$$\lambda = H \sqrt{\frac{v^2 K}{B}}. \quad (1.19)$$

Таблиця 1.4

λ	0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0	5.0	7.0	10	15	20	30
δ_1	0.5	0.48	0.41	0.351	0.30	0.232	0.16	0.12	0.09	0.06	0.047	0.032
δ_2	0.125	0.117	0.09	0.067	0.05	0.03	0.014	0.008	0.004	0.002	0.001	0.0005
k_1	0	0.037	0.11	0.19	0.25	0.34	0.48	0.58	0.67	0.75	0.80	0.89

В.Будівля рамно-в'язної системи з прорізними діафрагмами

Якщо в діафрагмі є прорізи, то її можна уявити у вигляді рами, що складається з простінків і ригелів-перемичок (рис.1.9).

Жорсткість простінків значно перебільшує жорсткість перемичок, тому зсувна жорсткість будівлі

$$K = 12 r / h_{\pi}, \quad (1.20)$$

де $r = \sum I_{\text{пер.}}$ – сумарна погонна жорсткість усіх перемичок в діафрагмах одного ярусу.

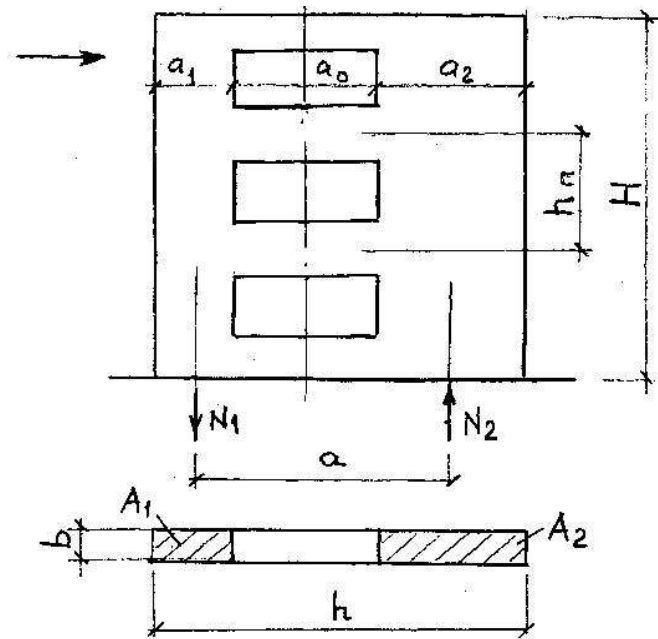


Рис. 1.9

Згинальна жорсткість простінків $B_{пр.} = \sum B_i$, тобто дорівнює сумі згинальних жорсткостей усіх простінків діафрагм будівлі.

Згинальна жорсткість діафрагми як рами

$$B_o = E_b [A_1 (h - x_o - a_1/2)^2 + A_2 (x_o - a_2/2)^2] . \quad (1.21)$$

Повна згинальна жорсткість прорізної діафрагми

$$B_d = B_{пр.} + B_o .$$

Зусилля M , N , Q розподіляються між всіма прорізними і суцільними діафрагмами пропорційно їх жорсткостям.

Зусилля в перемичці

$$Q_{пер.} = pH \frac{k_1 h_n}{av^2} , \quad (1.22)$$

$$M_{пер.} = Q_{пер.} a_o / 2 , \quad (1.23)$$

де $v^2 = 1 + B_{пр.}/B_o$.

1.4. Центр згину будівлі

Якщо в плані будівлі діафрагми жорсткості розташовані несиметрично, то навантаження на кожну з діафрагм буде неоднакове, і будівля в цілому буде закручуватися навколо центра згину будівлі.

Для будівель, що мають прямокутний план і головні осі якої паралельні розбивочним осям, координати центра згину знаходять за формулами

$$a_0 = \sum I_{xi} a_i / \sum I_{xi}, \quad b_0 = \sum I_{yi} b_i / \sum I_{yi}, \quad (1.24)$$

де $\sum I_{xi}$, $\sum I_{yi}$ – відповідно суми моментів інерції діафрагм відносно власних центральних осей;

a_i , b_i – відстань від центральних осей X і Y до центрів ваги діафрагм (рис. 1.10).

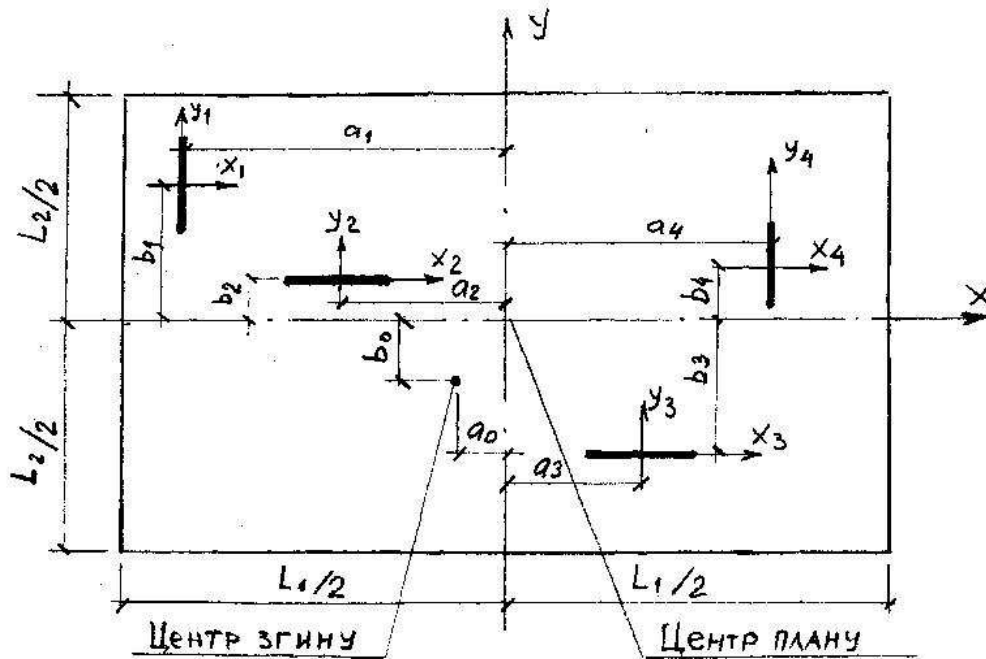


Рис. 1.10

Для будівель з довільним розташуванням і профілем діафрагм (куткових, у вигляді швелера та ін.)

$$a_0 = A_y (\sum I_{xi} a_i - \sum I_{xyi} b_i) - A_{xy} (\sum I_{xyi} a_i - \sum I_{yi} b_i), \quad (1.25)$$

$$b_0 = A_x (\sum I_{yi} b_i - \sum I_{xyi} a_i) - A_{xy} (\sum I_{xyi} b_i - \sum I_{xi} a_i),$$

де

$$A_x = \frac{\sum I_{xi}}{\sum I_{xi} \sum I_{yi} - (\sum I_{xyi})^2},$$

$$A_y = \frac{\sum I_{yi}}{\sum I_{xi} \sum I_{yi} - (\sum I_{xyi})^2}, \quad (1.26)$$

$$A_{xy} = \frac{\sum I_{xyi}}{\sum I_{xi} \sum I_{yi} - (\sum I_{xyi})^2},$$

$\sum I_{xyi}$ – сума відцентрових моментів інерції діафрагм відносно власних центральних осей X_i та Y_i .

Для плоских симетричних діафрагм $I_{xyi} = 0$.

1.5. Загальна стійкість будівлі

Під дією зовнішніх навантажень будівля відхиляється від первісного вертикального положення.

У відхиленому стані вертикальні навантаження створюють додаткові зусилля, що збільшують деформації. При великій вазі будівлі та недоліку жорсткості збільшення деформацій може викликати втрату загальної стійкості будівлі.

Вага будівлі, при якій можлива втрата стійкості, називається критичною (G_{cr}).

Будівля може втратити стійкість в одній або другій площині при згині, а також можлива згинально-крутильна форма втрати стійкості, якщо центр плану будівлі і центр згину не збігаються.

У зв'язку з цим треба встановити три значення критичної ваги будівлі:

$$G_{x\ cr} = 2.3 E_b \sum I_{xi} / H^2, \quad (1.27)$$

$$G_{y\ cr} = 2.3 E_b \sum I_{yi} / H^2, \quad (1.28)$$

$$G_{\omega\ cr} = 2.3 E_b I_{\omega} / \gamma H^2, \quad (1.29)$$

де I_{ω} - крутильний момент інерції будівлі, що визначають за формулою

$$I_{\omega} = \sum I_{xi}(a_i - a_o)^2 + \sum I_{yi}(b_i - b_o)^2 - 2 \sum I_{xyi}(a_i - a_o)(b_i - b_o), \quad (1.30)$$

γ - характеристика плану будівлі, що для прямокутного плану визначають за формулою

$$\gamma = a_o^2 + b_o^2 + (L_1^2 + L_2^2) / 12. \quad (1.31)$$

Для будівель з одним ядром жорсткості (замкнутою діафрагмою) критичну вагу для згинально-крутильної форми втрати стійкості знаходять за формулою

$$G_{\omega \text{ cr}} = 0.14 E_b I_{\text{я}} / \gamma , \quad (1.32)$$

де $I_{\text{я}}$ – момент інерції ядра жорсткості, рівний

$$I_{\text{я}} = \Omega^2 \delta / s , \quad (1.33)$$

Ω - подвоєна площа фігури, обмеженої середньою лінією контуру поперечного перерізу ядра жорсткості,
 s – периметр стінок ядра жорсткості,
 δ - товщина стінок.

Для багатоконтурного ядра жорсткості

$$I_{\text{я}} = \frac{\delta \sum_{i=1, j=1}^n s_i \Omega_j^2 + \delta \sum_{i=1, j=1}^n s_i (\Omega_j + \Omega_k + \dots)^2}{\sum_{i=1, j=1}^n s_i s_j} , \quad (1.34)$$

де n – кількість замкнутих контурів у ядрі жорсткості ($i \neq j \neq k$).

Для симетричного багатоконтурного ядра крутильний момент повністю сприймається зовнішньою оболонкою профілю.

Якщо в будівлі декілька ядер жорсткості, то критичну вагу визначають за формулами (1.27), (1.28), (1.29), а крутильний момент інерції – за формулою

$$I_{\omega} = 0.05 \sum I_{\text{я}i} H^2 . \quad (1.35)$$

Якщо в будівлі є плоскі діафрагми й ядра жорсткості, то крутильний момент інерції визначається як сума крутильних моментів інерції за формулами (1.30)... (1.35).

На практиці при розрахунках вважають, що загальна стійкість будівлі буде забезпечена, коли буде виконано умову

$$G_{\text{cr min}} > 1.5 G_n , \quad (1.36)$$

де $G_{\text{cr min}}$ – найменша величина з $G_{\text{cr x}}$, $G_{\text{cr y}}$, $G_{\text{cr } \omega}$,

G_n – нормативна вага будівлі разом з тимчасовим навантаженням на покритті та перекриттях.

1.6.Вплив піддатливості підвалини на переміщення будівлі

Горизонтальні навантаження викликають крени (нахили) будівлі і, як наслідок, нерівномірність осадок підвалини (рис.1.11).

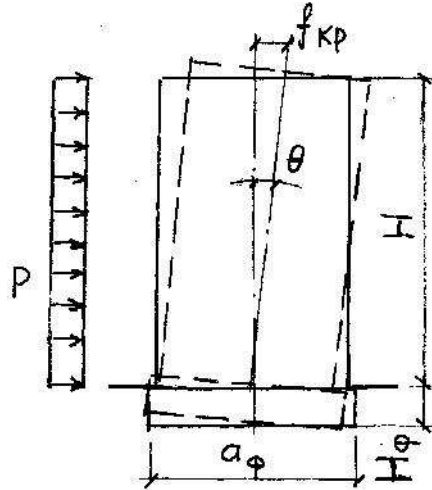


Рис. 1.11

Кут крену θ визначають за формулою

$$\theta = M/V_f \text{ (рад) ,} \quad (1.37)$$

де $V_f = c_\phi I_\phi$ – кутова жорсткість фундаменту,

c_ϕ - коефіцієнт постілі, що залежить від типу підвалини (звичайно приймають $c_\phi = 0.025 \dots 0.08 \text{ кН/см}^3$),

I_ϕ – момент інерції підшви фундаменту.

Прогин верха будівлі від крену

$$f_{кр} = \theta H . \quad (1.38)$$

Сумарний прогин верха будівлі знаходять як суму прогинів за формулами (1.4), (1.13), (1.38). Він не повинен перевищувати допустиму величину

$$f = f_{гориз.} + f_{кр.} < [f] .$$

Для цивільних будівель приймають $[f] = H/1000$.

1.7. Проектування діафрагм жорсткості

Зусилля в діафрагмах збільшуються зверху донизу, при цьому у верхній частині будівлі нормальні сили збільшуються більш інтенсивно, ніж згинальні моменти, а в нижній частині будівлі – навпаки. У зв'язку з цим у верхній частині будівлі ексцентриситети поздовжніх стискаючих сил невеликі, а внизу зростання стискаючої сили супроводжується збільшенням ексцентриситетів. Тому при постійному поперечному перерізі діафрагми досить перевірити міцність тільки самого нижнього перерізу.

При розрахунках перевіряють міцність горизонтальних перерізів діафрагми на позацентровий тиск і міцність вертикальних перерізів на зсув.

При цьому розглядають кілька комбінацій зусиль:

-найбільші поздовжні сили N_{\max} , відповідні їм моменти від вертикальних навантажень $M_{\text{верт.}}$ і найбільші значення моментів від горизонтальних навантажень $M_{\text{гор.}}$;

-найменші значення поздовжніх сил N_{\min} , відповідні їм моменти від вертикальних навантажень $M_{\text{верт.}}$ і найбільші значення $M_{\text{гор.}}$.

У практичних розрахунках можна приймати

$$N_{\min} \sim 0.7 N_{\max}, \quad M_{\min \text{ верт.}} \sim 0.7 M_{\max \text{ верт.}}.$$

Розрахунок міцності горизонтальних перерізів діафрагми ведуть за правилами розрахунку позацентрово стиснутих елементів з ексцентриситетом

$$e_x = M/N + e_{xa},$$

де e_{xa} – випадковий ексцентриситет, що приймається $h/30$ (рис.1.12).

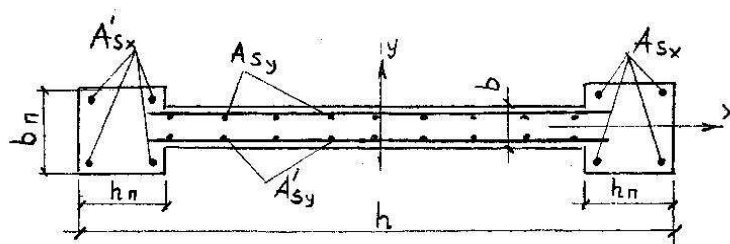


Рис. 1.12

При розрахунку діафрагми із своєї площини приймають величину випадкового ексцентриситету $e_{ya}=b/30$, але не менше 1 см.

Розрахунок міцності вертикальних перерізів діафрагми на зсув ведуть від горизонтального навантаження. Зсувна сила

$$T = Q h_{\text{ет}} / (h - h_n), \quad (1.39)$$

де Q – зусилля в діафрагмі за (1.15).

На зусилля T треба розраховувати міцність всіх з'єднуючих елементів шва між діафрагмою і колоною. При монолітній діафрагмі перевіряють міцність бетону на зсув. При цьому необхідна товщина стінки діафрагми b перевіряється із умови

$$T < 1.5 R_{bt} b h_{\text{пов.}} . \quad (1.40)$$

Якщо будівля має ядро жорсткості, то виникають зсувні зусилля при його крутінні $T_{\text{кр.}}$, що сумуються зі зсувними зусиллями від поперечного згину.

$$T_{\text{кр.}} = M_{\text{кр.}} H_i / 2\Omega , \quad (1.41)$$

де $M_{\text{кр.}}$ – крутячий момент в перевіряємому горизонтальному перерізі ядра жорсткості, що обчислюють за формулою

$$M_{\text{кр.}} = R_x b_o + R_y a_o , \quad (1.42)$$

R_x , R_y – рівнодіючі горизонтальних навантажень на фасади будівлі, що збираються від верха будівлі до розглянутого перерізу,

a_o , b_o – координати центра згину будівлі,

H_i – відстань від верха будівлі до розглядуваного перерізу,

Ω - див.(1.33).

Армування діафрагм жорсткості

Розрахункову арматуру розташовують в колонах, що обрамляють стінку діафрагми, а також частково і в стінці діафрагми. При цьому частина стінки, що примикає до стиснутої колони, вважається стиснутою, а частина, що примикає до розтягнутої колони – розтягнутою.

Армування стінки діафрагми виконують конструктивною арматурою в оптимальних межах ($\mu\% = 1 \dots 1.5\%$), решта арматури – в обрамляючих колонах.

Якщо будівля виконана як безкаркасна, або має захований каркас, то діафрагму армують розрахунковою арматурою на відстані $0.1 h$ від країв діафрагми, а решта армування – конструктивна (рис.1.13).

Якщо діафрагми виконані як прорізні, то треба конструктивно передбачити арматуру, що обрамляє проріз, а також конструктивну арматуру в перемичці (рис.1.14).

Розрахунок діафрагми жорсткості з її площини ведуть на поза- центровий стиск, де величина випадкового ексцентриситету приймається як $e_y = b/30$, але не менше 1 см. При цьому згинальний момент $M_y = N e_y$, а кількість встановленої арматури (A_{sy} , A_{sy}') має бути не менше оптимальної величини, прийнятої раніше.

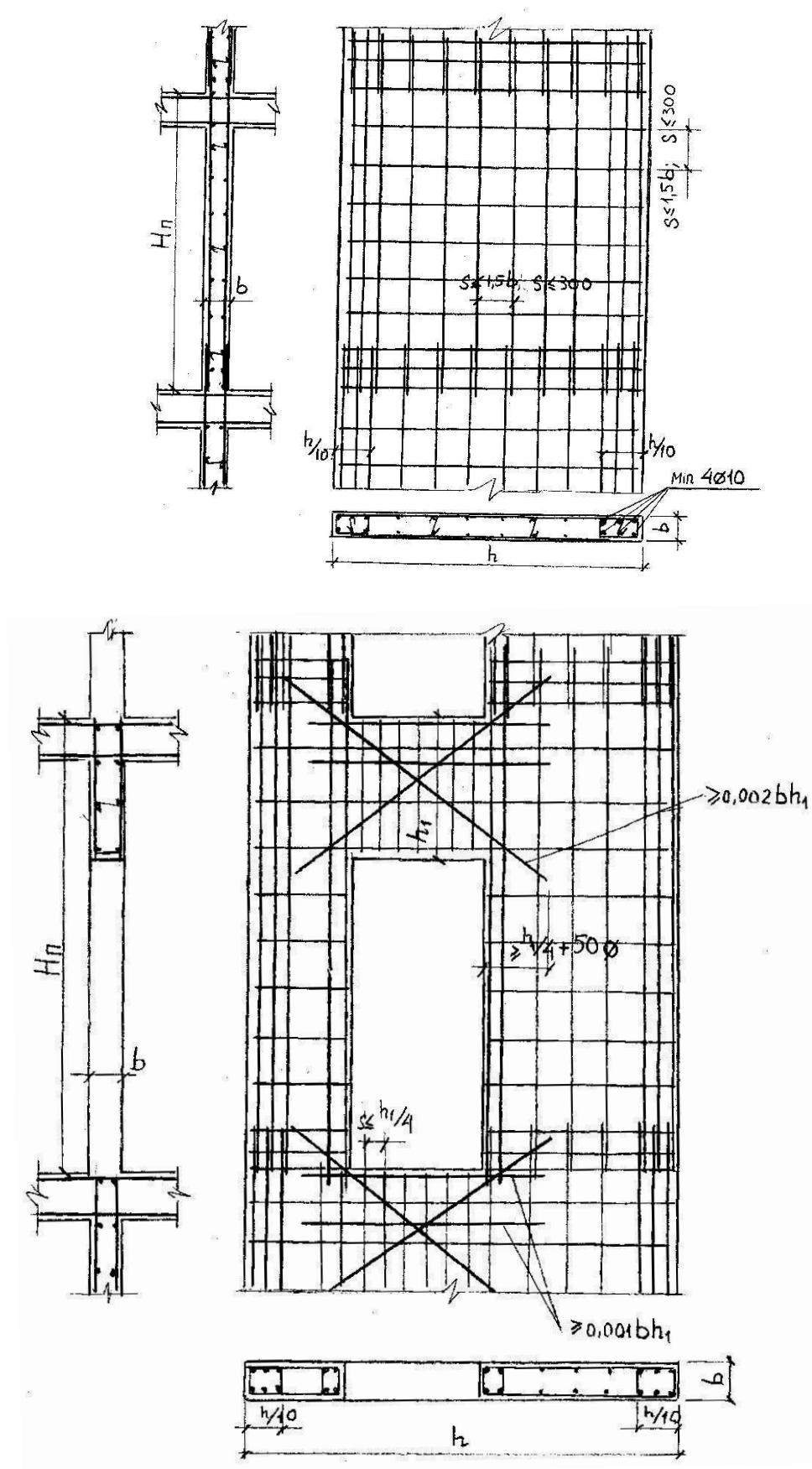


Рис. 1.14

Частина 2. Розрахунок будівель на сейсмічні навантаження

2.1. Загальні поняття. Шкали інтенсивності землетрусів

Існує декілька теорій і моделей землетрусів. Найбільш сучасна теорія – це теорія тектоніки плит Н.Келдера. Згідно з цією теорією, верхня оболонка Землі – кора і підстилаюча її верхня мантія, що утворюють літосферу, разом з розташованими на ній континентами й океанами, поділена на декілька великих зістикованих плит. Ці плити постійно рухаються одна відносно одної.

Взаємні зсуви плит викликають тріщини, або трансформні розломи.

Аналіз даних свідчить, що землетруси відбуваються саме на границях плит.

Тривалі й дуже повільні тектонічні рухи при землетрусі переходять в сейсмічні, що мають більшу швидкість у результаті швидкої “розрядки” набутої енергії. Ця розрядка відбувається 10...15 с (іноді 40...60 с).

Землетруси класифікують залежно від глибини розташування їх осередка, що називається фокусом, або гіпоцентром.

Проекція гіпоцентру на поверхню землі називається епіцентром.

При глибині гіпоцентру до 70 км землетруси називають нормальними, при глибині більше 300 км їх називають глибоко- фокусними, в межах 70...300 км – землетруси проміжні.

Визначити енергію деформації, що виділяється при землетрусі, дуже важко.

Американські вчені Ч.Ріхтер і Б.Гутенберг у 40-х роках запропонували умовну характеристику цієї енергії – магнітуду:

$$M = \lg A - \lg A_0 = \lg A/A_0, \quad (2.1)$$

де A_0 і A – найбільші амплітуди зміщень в якій-небудь сейсмічній хвилі, виміряні відповідно при деякому дуже слабкому (“нульовому”) землетрусі й розглянутому землетрусі на деякій відстані Δ від епіцентру.

При використанні для визначення амплітуд зміщень поверхневих хвиль приймають

$$\begin{aligned} \text{тоді} \quad & \lg A_0 = 1,32 \lg \Delta, \\ & M = \lg A + 1,32 \lg \Delta. \end{aligned} \quad (2.2)$$

Використовуючи цю формулу за записом зміщень, що отримані лише однією сейсмічною станцією, і маючи відстань від епіцентру, можна визначити магнітуду.

Максимальна із зареєстрованих магнітуд – 8.8.

Класифікація землетрусів за магнітудою (шкала Ріхтера) і їх можлива середня кількість на Землі за один рік подані в табл. 2.1.

Таблиця 2.1

Характеристика землетрусу	Магнітуда М, бали	Можлива кількість за рік
Катастрофа планетарного рівня	8...9	1...2
Сильний, регіонального рівня	7...8	15...20
Сильний, локального рівня	6...7	100...150
Середній	5...6	750...1000
Слабкий	4...5	5000...8000

Магнітуда характеризує явища, що відбуваються в осередку, але не дає інформації щодо руйнівального ефекту на поверхні землі.

Цей ефект оцінюється інтенсивністю I в балах. Згідно з теорією Н.В.Шебаліна існує приблизна емпірична залежність між магнітудою і інтенсивністю в епіцентрі (в балах):

$$I_0 = 1.5 M - 3.5 \lg h + 3, \quad (2.3)$$

де h – глибина гіпоцентру.

Для оцінки інтенсивності землетрусів було запропоновано близько 50 різних шкал сейсмічної інтенсивності, першою з яких була шкала Россі-Фореля (1883 р.) з оцінкою 1 – 10 балів.

Сучасні шкали інтенсивності землетрусів – європейська шкала MSK-64 ($I = 1 \dots 12$ балів), шкала ММ (США, Мексика; $I = 1 \dots 12$ балів), шкала Оморі (Японія; $I = 0 \dots 7$ балів). В Росії використовують шкалу інституту фізики Землі ІФЗ ($1 \dots 12$ балів).

Кожна країна, розташована в сейсмічному регіоні, поділена на зони сейсмічності (макророзподіл) відповідно до середніх геологічних умов. Крім цього, в кожній зоні враховують істинні геологічні умови, що не завжди збігаються з середніми. Тому інтенсивність землетрусу може збільшуватися в порівнянні з нормативною для даного регіону.

2.2. Статична та динамічна теорії визначення сейсмічних сил. Спектральний метод

При появі осередка землетрусу утворюються сейсмічні коливання, що характеризуються певними переміщеннями, швидкостями й прискореннями, що відбуваються з якимись періодами й частотами.

Експерименти показують, що закономірностей змінення сейсмічних діянь з часом не існує.

Характеристики землетрусів навіть в одному і тому ж місці ніколи не повторюються.

Для запису параметрів землетрусів використовують різні прилади, за допомогою яких визначають або прискорення (акселерометри), або швидкості (велосиметри), або переміщення (сейсмометри). Ці прилади дозволяють фіксувати саме факт землетрусу з визначенням амплітуди коливання, або отримати інструментальний запис прискорення (акселерограму), швидкості (велосиграму), переміщення (сейсмограму).

Нині для оцінки інтенсивності землетрусів використовують стандартні маятникові сейсмометри, що мають динамічні характеристики, схожі з характеристиками 4...5 - поверхових будинків, у яких період власних коливань $T_0=0.25$ с, логарифмічний декремент затухання $\delta=0.5$. Переміщення маятника X_0 показує інтенсивність землетрусу.

На базі дослідів різних вчених прийняті відповідні прискорення Землі для тих чи інших інтенсивностей землетрусів (табл.2.2).

Таблиця 2.2

Інтенсивність I, бали	Переміщення маятника X_0 , мм	Прискорення коливань Землі a_0 , cm/s^2
6	1.5...3	60
7	3...6	80...120
8	6...12	160...240
9	12...24	300...400

Головне завдання сейсмічних розрахунків – визначення сейсмічних сил. Існують дві теорії визначення сейсмічних сил – статична і динамічна.

Статична теорія припускає, що прискорення кожної точки будівлі дорівнює прискоренню Землі, отже, максимальна сейсмічна сила може бути показана як горизонтальна сила інерції

$$S = m a_0 = Q a_0 / g = k_s Q , \quad (2.4)$$

де m – маса будівлі,

a_0 – прискорення коливання Землі,

Q – вага будівлі,

g – прискорення вільного падіння ($g = 981 \text{ cm/s}^2$),

k_s – сейсмічний коефіцієнт, що залежить від нормативної інтенсивності в даному регіоні.

Однак, формула (2.4) дійсна тільки для дуже жорстких споруд (наприклад, заглиблених фундаментів).

Для інших типів споруд, які мають скінченну досить велику жорсткість, Мононобе (Японія) запропонував модифіковану формулу

$$S = k_s Q \beta , \quad (2.5)$$

де $\beta = 1 / (1 - T^2/T_0^2)$ – динамічний коефіцієнт,

T – період власних коливань споруди, що залежить від її жорсткості ($T = 0.1 \dots 0.5$ с),

T_0 – період коливань у ґрунті при землетрусі (звичайно приймають $T_0 = 1$ с).

Статична теорія використовувалась до 1950...55 рр. Потім була розроблена і тепер використовується динамічна теорія, основоположниками якої є Сюехіро (Японія) і М.Біо (США).

Згідно з цією теорією визначаються максимальні параметри землетрусів (переміщення, швидкості, прискорення), що залежать від динамічних характеристик будівлі. Ці параметри вважаються різними для різних точок споруди.

Динамічна теорія дійсна при будь якій жорсткості будівлі (де для досить гнучкого багатоповерхового будинку період власних коливань досягає 4 с). Сейсмічні сили, діючі на споруду, уявляються як сили інерції $S = ma$, де a – прискорення точок споруди, що відрізняються від прискорень в ґрунті a_0 .

Складність сейсмічних розрахунків полягає у встановленні прискорень кожної точки будівлі.

Ці прискорення можна знайти приблизними математичними методами, аналізуючи акселерограму вже здійсненого землетрусу, але отримана величина прискорення вже не буде дійсною для наступного землетрусу.

В розрахунковій практиці використовують спектральний метод , що дозволяє визначити максимальні величини прискорень руху будівлі при землетрусі.

За цим методом прискорення будівлі записують у вигляді

$$a(T) = g A_0 \beta(T) , \quad (2.6)$$

де A_0 – коефіцієнт сейсмічності, або відносне прискорення ґрунту, що залежить від нормативної інтенсивності землетрусу в даному регіоні (табл.2.3);

Таблиця 2.3

Інтенсивність I, бали	6	7	8	9
A_0	0.05	0.1	0.2	0.4

$\beta(T)$ – динамічний коефіцієнт (спектр динамічного коефіцієнту).

Сейсмічна сила

$$S = ma(T) = Q/g * A_0 * g * \beta(T) = A_0 Q \beta(T) , \quad (2.7)$$

де Q – вага будівлі (споруди) разом з тимчасовим навантаженням.

За нормами [2] величину динамічного коефіцієнту визначають залежно від періоду власних коливань споруди за графіками (рис.2.1).

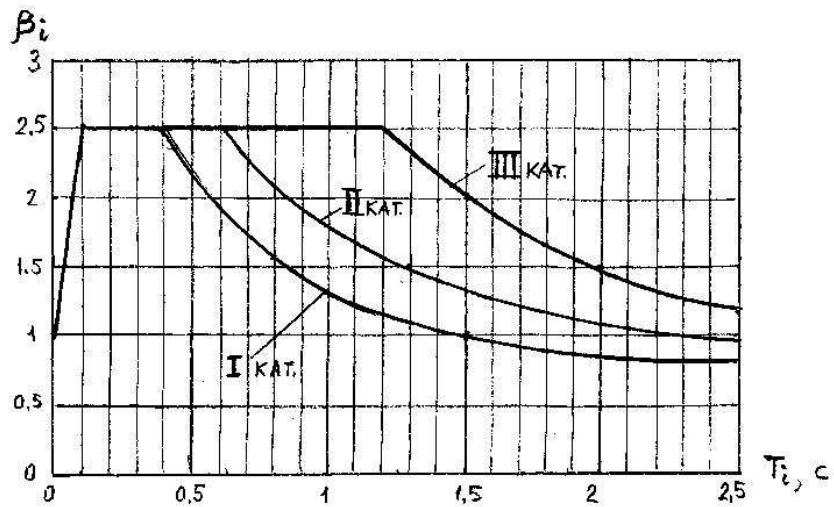


Рис. 2.1

2.3.Практичний розрахунок з визначення сейсмічних сил для багатоповерхових будівель

Динамічна схема багатоповерхового будинку звичайно задається як вертикальна консоль із зосередженими масами в рівні перекриттів і покриття.

Коливання будинку можуть приймати різні форми (рис.2.2).

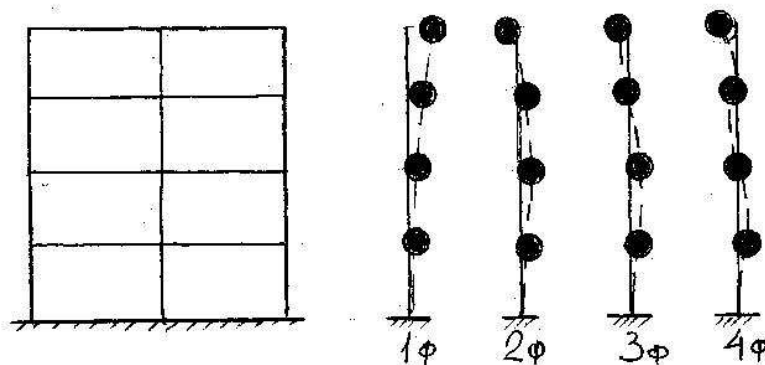


Рис. 2.2

Кількість цих форм відповідає кількості мас. Перша форма коливань називається фундаментальною. Кожній формі відповідають свої переміщення, прискорення і, як наслідок, свої величини сейсмічних сил.

В практичних розрахунках будівель, маючих висоту до 5...8 поверхів, розглядається тільки перша форма коливань, при якій амплітуди зміщень досягають, як правило, найбільшої величини.

При більшій кількості поверхів і для гнучких високих споруд враховуються перші три форми коливань.

Згідно з діючими сучасними нормами [2] сейсмічна сила в будь-якій точці споруди, що відповідає тій чи іншій формі коливань, визначається за формулою

$$S_{ik}=A*Q_k*\beta_i(T_i)*\eta_{ik}*K_1*K_2*K_{гр} , \quad (2.8)$$

де i, k – відповідно номери форми коливань і маси,

Q_k – вага маси k ,

$\beta_i(T_i)$ – динамічний коефіцієнт для i -ї форми коливань,

η_{ik} – коефіцієнт розподілу сейсмічних сил між масами, який залежить і від форми коливань і від координати маси k (рис.2.3):

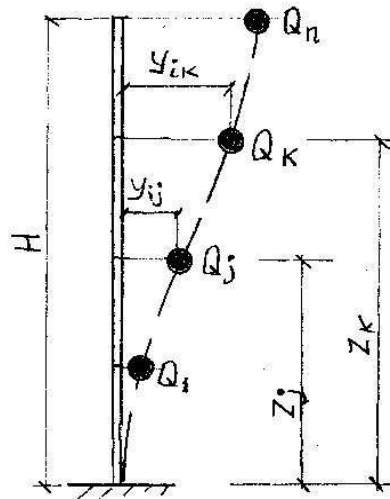


Рис. 2.3

$$\eta_{ik} = \frac{y_{ik} \sum_{j=1}^n Q_j * y_{ij}}{\sum_{j=1}^n Q_j * y_{ij}^2} , \quad (2.9)$$

K_1 - коефіцієнт, що враховує непружні деформації і локальні пошкодження елементів будівлі (табл.2.4);

Таблиця 2.4

№ п/п	Конструктивна схема будівлі і несучих елементів	K ₁ для сейсмічності, бали		
		6	7-8	9
1	Будівлі, в яких не допустимі пошкодження і непружні деформації	1.0	1.0	1.0
2	Будівлі і споруди, в конструкціях яких можуть бути допущені остаточні деформації і пошкодження, що перешкоджають нормальній експлуатації при гарантуванні безпеки людей і збереженню обладнання, що будують: -зі сталевим каркасом; -з залізобетонним рамним каркасом; -з залізобетонним рамно-в'язним каркасом; -з монолітного залізобетону і панельними; -з несучими цегляними стінами; -на несучих опорах систем сейсмоізоляції	0.25	0.25 0.35 0.3 0.25 0.4 0.6	0.3 0.45 0.4 0.35 0.45 0.7
3	Будівлі і споруди, в конструкціях яких можуть бути допущені значні остаточні деформації, тріщини, пошкодження окремих елементів, їх зміщення, що тимчасово припиняють нормальну експлуатацію при гарантуванні безпеки людей	0.2	0.2	0.3

K₂ – коефіцієнт відповідальності споруди (табл.2.5);

Таблиця 2.5

№ п/п	Характеристика споруди	Величина K ₂
1	Особливо відповідальні й унікальні споруди	1.5
2	Споруди з одночасним перебуванням великої кількості людей; Будівлі і споруди, експлуатація яких необхідна при землетрусі або під час ліквідації його наслідків	1.4
3	Будівлі лікарень, шкіл, дитячих садків, вузів	1.3
4	Висотні споруди невеликих розмірів в плані (башти, димові труби, ліфтові шахти) при співвідношенні висоти споруди H до її ширини B, рівному або більшому 5, і великопролітні споруди (L≥30 м)	1.4
5	Каркасні будівлі, стінове заповнення яких не впливає на їх деформативність -при співвідношенні висоти стояків h до їх поперечного розміру b в напрямку дії сейсмічного навантаження, рівному або більшому 25; -при h/b≤15	1.4 1.0
6	Житлові і виробничі будинки	1.0

$K_{гр}$ – коефіцієнт, що враховує нелінійні деформації ґрунту під час сейсмічних коливань (табл.2.6)

Таблиця 2.6

Категорія ґрунту	Сейсмічність району в балах			
	6	7	8	9
I	1.0	1.0	1.2	1.4
II	1.0	1.0	1.0	1.0
III	1.0	1.0	0.8	0.7

2.4.Знаходження періодів і форм коливань будівель. Прийняті спрощення

Для будівель, що мають не більше 5...8 поверхів, у практичних розрахунках дозволяється використовувати лише першу форму коливань і, відповідно, лише період першої форми коливань T_1 .

Для багатоповерхових будівель достатньо врахувати лише перші три форми коливань.

Періоди власних горизонтальних коливань для перших трьох форм можна визначити за формулою

$$T_i = a_i H^2 \sqrt{\frac{m}{B h_n}}, \quad (2.10)$$

де $i = 1, 2, 3$;

a_i – коефіцієнт, що визначається за графіком (рис.2.4) залежно від конструктивної схеми будівлі;

H – висота будівлі;

m – маса одного поверху; $m = Q/g$, де Q – сумарне навантаження одного ярусу-поверху (від власної ваги та тимчасове);

$g = 9.81 \text{ м/с}^2$;

B – жорсткість будівлі;

h_n – висота одного поверху.

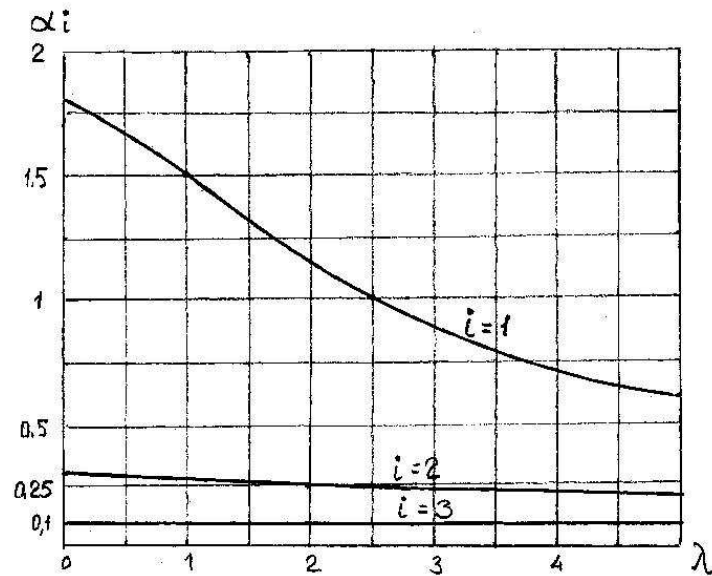


Рис. 2.4

При врахуванні тільки першої форми коливань

$$T_1 = 1.786H^2 \sqrt{\frac{m}{Bh_{\pi}}} \quad (2.11)$$

Для попередніх розрахунків, коли кількість елементів жорсткості ще невідома і, як наслідок, ще невідома загальна жорсткість будівлі, період першої форми коливань можна визначити приблизно для будівель різних конструктивних схем за формулами:

- для цегляних будівель і будівель з легкого бетону

$$T_1 = 0.06 \frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{2L + H}} \quad (2.12)$$

- для будівель в'язної системи з залізобетонними діафрагмами

$$T_1 = 0.08 \frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{L + H}} \quad (2.13)$$

- для будівель рамної системи з залізобетонним каркасом

$$T_1 = 0.09 \frac{H}{\sqrt{L}} \quad ; \quad (2.14)$$

- для будівель зі сталевим каркасом

$$T_1 = 0.1 \frac{H}{\sqrt{L}} \quad . \quad (2.15)$$

У цих формулах H, L – відповідно висота й ширина будівлі.

Для багатоповерхових житлових будинків регулярної структури можна використовувати формулу

$$T_1 = 0.1n \quad ,$$

де n – кількість поверхів.

У багатьох практичних розрахунках допускається ще таке спрощення: для першої форми коливань приймається лінійний розподіл сейсмічних сил, або

$$\eta_k = \frac{3k}{2n+1} \quad , \quad (2.16)$$

де k – розглянутий поверх,
 n – кількість поверхів.

Якщо багатоповерхова будівля має нерегулярну структуру, а розрахункова схема повинна бути якнайточнішою, для визначення сейсмічних сил треба застосовувати формули (2.8), (2.9).

У цьому випадку треба визначити частоти й періоди коливань для кожної форми.

Частоти коливань знаходять з частотного рівняння (2.17):

$$D = \begin{vmatrix} m_1\delta_{11}\omega^2 - 1 & m_2\delta_{12}\omega^2 & \dots & m_n\delta_{1n}\omega^2 \\ m_1\delta_{21}\omega^2 & m_2\delta_{22}\omega^2 - 1 & \dots & m_n\delta_{2n}\omega^2 \\ m_1\delta_{n1}\omega^2 & m_2\delta_{n2}\omega^2 & \dots & m_n\delta_{nn}\omega^2 - 1 \end{vmatrix} = 0 \quad (2.17)$$

Для визначення форм коливань і можливості використання формули (2.9) кожна з частот, що визначена з рівняння (2.17), підставляється в систему рівнянь (2.18):

$$\left. \begin{aligned} (m_1 \delta_{11} \omega^2 - 1) X_1 + m_2 \delta_{12} \omega^2 X_2 + \dots + m_n \delta_{1n} \omega^2 X_n &= 0 ; \\ m_1 \delta_{21} \omega^2 X_1 + (m_2 \delta_{22} \omega^2 - 1) X_2 + \dots + m_n \delta_{2n} \omega^2 X_n &= 0 ; \\ m_1 \delta_{n1} \omega^2 X_1 + m_2 \delta_{n2} \omega^2 X_2 + \dots + (m_n \delta_{nn} \omega^2 - 1) X_n &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (2.18)$$

$$X_1 = 1.$$

У формулах (2.17), (2.18)

δ_{ik} – одиничні переміщення (i – номер маси, для якої визначається це переміщення, k – номер ярусу, до якого прикладена одинична сила).

Усі коефіцієнти δ_{ik} залежать від жорсткосних параметрів будівлі:

а) для каркасної будівлі рамної системи

$$\delta_{11} = (P_1 + R_1) / 12 ;$$

$$\delta_{kk} = (P_k + R_k + h_k^2 / 4r_k) / 12 \quad \text{для } k > 1 ;$$

(2.19)

$$\delta_{12} = \delta_{21} = \delta_{13} = \delta_{31} = \dots = \delta_{1n} = \delta_{n1} = \delta_{11} + h_1 h_2 / (48r_1 + 4s_1) ;$$

$$\delta_{k,k+1} = \delta_{k+1,k} = \delta_{kn} = \delta_{nk} = \delta_{kk} + h_k h_{k+1} / 48r_k \quad \text{для } k > 1$$

де

$$P_k = \sum_{j=1}^k \frac{h_j^2}{s_j} ; \quad R_1 = \frac{h_1^2}{4r_1 + 0.33s_1} ; \quad R_2 = \frac{(h_1 + h_2)^2}{4r_1 + 0.33s_1} ;$$

$$R_k = R_{k-1} + \frac{(h_{k-1} + h_k)^2}{4r_{k-1}} \quad \text{для } k > 2 ;$$

s_i , r_i – погонна жорсткість усіх колон одного поверху і погонна жорсткість усіх ригелів поверху відповідно;

б) для в'язного каркасу будівлі

$$\delta_{ik} = \frac{x_k^2}{2B} \left(x_i - \frac{x_k}{3} \right) + \frac{1.2x_k}{GA} \quad \text{для } x_i > x_k \quad (2.20)$$

$$\delta_{ik} = \frac{x_i^2}{2B} \left(x_k - \frac{x_i}{3} \right) + \frac{1.2x_i}{GA} \quad \text{для } x_i < x_k ,$$

де B, GA – відповідно згинальна й зсувна жорсткості всіх діафрагм будівлі.

в) для будівлі з рамно-в'язним каркасом і несучими стінами

$$\delta_{kk} = \delta_{k,k+1} = \delta_{k+1,k} = \sum_{j=1}^k \frac{h_j^2}{12s_j + h_j v_j} , \quad (2.21)$$

$$\text{де} \quad v_j = \frac{GA}{1.2} \left(1 - \frac{A_j^{\text{np}}}{0.85A} \right) , \quad (2.22)$$

A_j^{np} – площа прорізів у плані i -го поверху.

2.5. Визначення зусиль в елементах конструкцій будівель

Існує декілька засобів визначення зусиль, що відповідають сейсмічним навантаженням S_{ik} з урахуванням усіх можливих форм коливань.

1. Можна припустити, що найбільші прискорення коливань за всіма формами досягаються одночасно. В цьому випадку за розрахункову приймають суму найбільших зусиль, що відповідають кожній формі коливань:

$$S = \sum_{i=1}^n S_i . \quad (2.23)$$

2. Припускається, що максимуми зусиль за кожною формою коливань досягаються неодноразово, і для оцінки міцності даного конструктивного елемента досить брати максимуми зусиль за кожною формою по черзі, а іншими формами коливань нехтувати. В цьому разі

$$S = [S]. \quad (2.24)$$

3. Як розрахункове приймається середньоквадратичне із зусиль по урахованим формам коливань:

$$S = \sqrt{\sum_{i=1}^n S_i^2} \quad . \quad (2.25)$$

4. Найбільше відповідає дійсності формула, що враховує всі можливі форми коливань:

$$S = \sqrt{S_{\max}^2 + 0.5 \sum_{i=1}^n S_i^2} \quad , \quad (2.26)$$

де S_{\max} – найбільше зусилля, що відповідає одній з форм коливань;
 S_i – зусилля від усіх інших форм коливань.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. ДБН В.1.2:2006. Нагрузки и воздействия. – К.: Минстрой Украины, 2006.
2. ДБН В.1.1-12-2006. Строительство в сейсмических районах Украины. – К.: Госстрой Украины, 2006.
3. П.Ф. Дроздов. Конструкции и расчет несущих систем многоэтажных зданий и их элементов.- М.: Стройиздат, 1977.
4. В.В. Ханджи. Расчет многоэтажных зданий со связевым каркасом.- М.: Стройиздат, 1977.
5. А.Н. Печенов. Расчет и конструирование многоэтажных каркасно-панельных зданий.- К.: Будівельник, 1975.
6. Динамический расчет зданий и сооружений. Справочник проектировщика / Под ред. Б.Г. Коренева. – М.:Стройиздат,1984.
7. Н.И. Безухов и др. Устойчивость и динамика сооружений в примерах и задачах. – М.: Высш. школа, 1983.
8. В.Н. Байков, Э.Е.Сигалов. Железобетонные конструкции. Общий курс.- М.: Стройиздат, 1989.
9. В.С.Поляков и др. Современные методы сейсмозащиты зданий. – М.: Стройиздат, 1988.
10. С.В. Поляков. Сейсмостойкие конструкции зданий. - М.:Высш. школа, 1983.
11. Є.Г. Стоянов. Динаміка будівельних конструкцій. – Харків: ХДАМГ, 2003.

**Характеристичні значення кліматичних
навантажень для міст України**

Місто	Снігове навантаження s_0, кПа	Вітрове навантаження w_0, кПа
Вінниця	1.36	0.47
Дніпропетровськ	1.34	0.47
Донецьк	1.50	0.50
Житомир	1.46	0.46
Запоріжжя	1.11	0.46
Івано-Франківськ	1.41	0.50
Кіровоград	1.23	0.41
Київ	1.55	0.37
Луганськ	1.35	0.46
Луцьк	1.24	0.48
Львів	1.31	0.52
Миколаїв	0.87	0.47
Одеса	0.88	0.46
Полтава	1.45	0.47
Рівне	1.32	0.52
Севастополь	0.77	0.46
Сімферополь	0.82	0.46
Суми	1.67	0.42
Тернопіль	1.39	0.52
Ужгород	1.34	0.37
Харків	1.60	0.43
Херсон	0.76	0.48
Хмельницький	1.34	0.50
Черкаси	1.52	0.42
Чернівці	1.32	0.50
Чернігів	1.72	0.41

**Населені пункти України, розташовані в сейсмічно небезпечних районах
(карта «А» для проектування об'єктів масового призначення)**

Місто	Сейсмічність, бали		Місто	Сейсмічність, бали
Алупка	8		Євпаторія	7
Алушта	8		Мукачеве	7
Бахчисарай	8		Одеса	7
Гурзуф	8		Сімферополь	7
Ізмаїл	8		Ужгород	7
Партеніт	8		Джанкой	6
Планерське	8		Дрогобич	6
Севастополь	8		Івано-Франківськ	6
Симеїз	8		Львів	6
Суворове	8		Тернопіль	6
Судак	8		Трускавець	6
Феодосія	8		Херсон	6
Форос	8		Хмельницький	6
Ялта	8		Чернівці	6

Навчальне видання

Методичні вказівки до виконання розділу «Розрахунково-конструктивна частина» дипломного проекту (для студентів всіх форм навчання спеціальності 7.092101 – «Промислове і цивільне будівництво»)

Укладач: Євген Геннадійович Стоянов

Редактор З.М.Москаленко

План 2008, поз. 412-М

Підп. до друку 16.01.08	Формат 60x84 1/16	Папір офісний
Друк на ризографі	Умовн.- друк. арк. 2,5	Обл.-вид. арк. 3,0
Замовл. №	Тираж 50 прим.	

61002, Харків, ХНАМГ, вул. Революції, 12

Сектор оперативної поліграфії ІОЦ ХНАМГ
61002, Харків, ХНАМГ, вул. Революції, 12